

## RELAZIONE TECNICA

Il sottoscritto geom. Gianluca Spaini, iscritto all'Albo dei geometri della provincia di Varese al progressivo 2146 è stato incaricato di redigere la progettazione esecutiva relativa alle reti acque nere e meteoriche in merito alla riqualificazione della strada adiacente a via Rebisello, che sarà poi ceduta all'amministrazione comunale di Luino.

### **QUADRO NORMATIVO E RIFERIMENTI DIMENSIONALI.**

Il riferimento tecnico di calcolo è dato dal PTUA Programma di Tutela e Uso delle Acque Lombardia e dal Piano d'Ambito ATO 11 Provincia di Varese.

- Dotazione idrica relativa agli AE non fluttuanti (nel seguito, residenti) pari alla somma tra la dotazione lorda di base di 300 l/ab-die e l'incremento in funzione della classe demografica del singolo comune; ai sensi di quanto riportato nell'Appendice "F" delle "Norme Tecniche di attuazione" del PTUA Lombardia (vedasi stralcio a seguire), la dotazione idrica risulta pari a: 300 l/ab-die per interventi in Comune di Luino (popolazione compresa tra 10.000 e 50.000 abitanti)
- Nel progetto della rete si è tenuto conto delle seguenti normative di riferimento:
  - a. RR n.4/2006 (D.C.R. VIII/140 del 14.03.2006), "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, com.1, lett. a) della L.R. 26/2003".
  - b. Piano di Tutela ed Uso delle Acque (PTUA), Regione Lombardia, di cui alla D.G.R. VIII/2244 del 29.03.2006, ai sensi del D.lgs. 152/99 e dell'art.55 com. 19 della L.R. 26/2003;
  - c. norma UNI-EN 803-3:2008 "Specifiche relative agli impianti all'interno di edifici per il convogliamento di acque destinate al consumo umano";
  - d. RR 23/11/2017 - n. 7: Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della LR 11/03/2005, n. 12.
  - e. RR 29/03/2019 - n. 6 Disciplina e regimi amministrativi degli scarichi di acque reflue domestiche e di acque reflue urbane, disciplina dei controlli degli scarichi e delle modalità di approvazione dei progetti degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane, in attuazione dell'articolo 52, commi 1, lett. a) e f bis), e 3, nonché dell'art. 55, com.20, della LR 12/12/2003, n. 26 (Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche)

## 2.1 Dotazioni e fabbisogni medi annui

### Fabbisogni potabili e sanitari

I fabbisogni potabili e sanitari sono calcolati considerando, per ogni singolo comune, le dotazioni di seguito indicate (comprehensive, come specificato, delle percentuali di perdite, decrescenti con la dimensione dell'acquedotto):

- a. popolazione residente:
- fabbisogno base: 200 l/ab.d
  - incremento del fabbisogno base per l'incidenza dei consumi urbani e collettivi:

Classe demografica (riferita agli abitanti residenti)	Dotazione (l/ab.d)
< 5.000	60
5.000 - 10.000	80
10.000 - 50.000	100
50.000 - 100.000	120
> 100.000	140

- b. popolazione stabile non residente: 200 l/ab.d  
c. popolazione fluttuante: 200 l/ab.d  
d. popolazione senza pernottamento, compresi gli addetti ad attività lavorative: 80 l/ab.d  
e. addetti dei futuri insediamenti ad uso lavorativo: 20 mc/d.ha

Le superfici da considerare agli effetti di cui alla lettera e sono determinate sulla base delle previsioni contenute nei piani urbanistici o in altri strumenti di pianificazione.

### Stralcio Appendice F - Norme tecniche di attuazione PTUA Regione Lombardia

- Dotazione idrica (Dot)
- relativa agli AE fluttuanti pari a 300 l/ab-die (in conformità con le "Norme Tecniche di attuazione" del PTUA Lombardia, vedasi stralcio sopra).
- Coefficiente di apporto in fognatura ( $\varphi$ ) pari a 0,912
- Coefficiente di invarianza ( $\delta$ ) che tiene conto della assenza di acque parassite non eliminabili, pari a 1,00 da applicarsi agli apporti civili (invarianza delle portate civili); tale coefficiente tiene conto della totale eliminazione delle rete acque parassite prevista nel progetto per l'intervento di cui trattasi.
- Si è trascurata la presenza di AE di origine produttiva, non ricadenti nella zona a cui sono asservite le linee in oggetto.
- Portata di punta nera ( $Q_{PN}$ ) relativa alla popolazione residente e fluttuante calcolata secondo la relazione  $Q_{PN} = AE \cdot Dot \cdot \varphi \cdot \delta \cdot C_{24} \cdot C_p / 24 \cdot 3600$ , dove AE è la popolazione equivalente servita, Dot è la dotazione idrica complessiva pro capite media ponderale,  $C_{24}$  è il coefficiente di punta giornaliera (assunto pari a 1,5) e  $C_p$  è il coefficiente di punta oraria (assunto pari a 1,5).
- Portata di pioggia ( $Q_{PP}$ ) trascurata nelle linee nere, in ragione della separazione delle condotte.

Sulla base delle suesposte indicazioni normative dovranno, quindi, esser dimensionate le condotte acque nere.

Ne deriva che, posto prudenzialmente pari a 30 il carico insediativo espresso in A.E. gravante sulle linee in progetto, la portata massima da scaricare è pari a

$$Q_{PN} = AE \cdot \dot{\varphi} \cdot \delta \cdot C_{24} \cdot C_p / 24 \cdot 3600 = 0,211 \text{ l/s arrotondata per eccesso in 1 l/s.}$$

L'utilizzo di tubazioni in pvc diametro 250 mm garantirà, pur nell'evidente sovradimensionamento della condotta, la possibilità di esecuzione di videoispezioni ed attività manutentive e gestionali future senza che ciò possa ingenerare problematiche particolari; permetterà, altresì, una possibile futura estensione della rete a monte.

Sempre in ragione di sicurezza e per tener conto di, pur improbabili, futuri depositi o fenomeni di concrezione nelle condotte il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler è stato posto pari a 80 per le tubazioni in pvc (in luogo del valore tabellare 120).

La capacità di veicolazione dei reflui della tubazione, infatti, nell'ipotesi di riempimento del 90% e senza considerare la residua portata delle condotte di recapito a valle, è pari a 191 l/s per la pendenza minima del tratto in progetto del 11,70% e tubazioni in PVC diam. esterno 250.

## ACQUE BIANCHE

### CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA - ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

La determinazione delle piogge critiche per i collettori fognari in esame è stata effettuata considerando fenomeni meteorici con tempo di ritorno di 10 anni, come raccomandato dal “Piano Regionale di Risanamento delle Acque” della Regione Lombardia.

Le curve di possibilità pluviometrica del tipo monomio  $h=a.t^n$  sono state dedotte dal Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti – (7. Norme di attuazione - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – All. 3 - Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni) pubblicato dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

La curva di intensità pluviometrica valida per durate  $t$  superiori a un'ora, del tipo monomio  $h=a.t^n$ , in corrispondenza del tempo di ritorno di 10 anni è caratterizzata dai seguenti parametri, dove  $h$  rappresenta l'altezza di pioggia (mm) e  $t$  (ore) la durata della pioggia:

per durate  $> 1$  ora:  $h = 43.94 \times t^{0.22}$  (mm)

La massima durata dell'evento critico per la nuova rete fognaria (calcolata con il metodo dell'invaso) risulta di circa 15 minuti; per evitare una sovrastima delle portate massime affluenti, si è adottata l'indicazione fornita dal PRRA<sup>1</sup> per ottenere la curva pluviometrica relativa agli eventi pluviometrici di durata inferiore ad un'ora: mantenendo inalterato il parametro  $a$ , per l'esponente della curva si assume un valore  $n_1$  proporzionale all'esponente  $n_2$  valido per durate superiori ad un'ora, secondo il seguente prospetto:

$n_1 = 0.40$  se  $n_2 = 0.20$      $n_1 = 0.50$  se  $n_2 = 0.30$      $n_1 = 0.60$  se  $n_2 = 0.40$

Nel caso in esame, avendo  $n = n_2 = 0.216$ , si può assumere  $n_1 = 0.416$  (per il tempo di ritorno di 10 anni), ottenendo pertanto la curva pluviometrica valida per durata delle piogge inferiori ad un'ora:

per durate  $< 1$  ora:  $h = 43.94 \times t^{0.42}$  (mm)

L'estensione ad un'area dell'altezza di pioggia registrata puntualmente, indicata con il termine di «ragguaglio all'area», è stata eseguite applicando ai parametri  $a$  ed  $n$  sopra indicati le seguenti riduzioni, secondo le formula indicate da Puppini:

$a' = a [1 - 0.052 (S/100) + 0.002 (S/100)^2]$      $n' = n + 0.0175 (S/100)$

essendo  $S$  (ha) la superficie del bacino idrologico in esame.

Infine, per tenere conto della variabilità del coefficiente di deflusso durante la precipitazione, si utilizza il coefficiente maggiorativo di Fantoli dedotto dalla relazione:

$n'_o = 4/3 n'$

In base alle piogge sopra determinate, il calcolo della portata massima defluente in ciascuna sezione della rete è stato effettuato con il metodo di calcolo “diretto”.

---

<sup>1</sup> PRRA: piano regionale di risanamento delle acque

## METODO DI CALCOLO DIRETTO

Le caratteristiche idrologiche di ciascun sottobacino sono rappresentate dal coefficiente di deflusso  $j$ . Nel caso in esame, il valore complessivo del coefficiente di deflusso è stato ottenuto calcolando la media pesata delle aree contraddistinte dai relativi valori.

Per la verifica idraulica delle sezioni individuate nel sistema fognario in esame è stato utilizzato il metodo di calcolo «diretto», basato sull'utilizzo della seguente formula:

$$u = 2168 n'_o (j a')^{1/n'_o} w^{(1-1/n'_o)} \quad (\text{L/s/ha})$$

nella quale il coefficiente udometrico  $u$  rappresenta la portata specifica del bacino in funzione dei seguenti parametri idrologici:

- $n'_o = 4/3 n'$  parametro adimensionale della curva pluviometrica che tiene conto della variazione del coefficiente di deflusso con la durata della pioggia;
- $j =$  coefficiente medio di deflusso;
- $a' =$  parametro della curva pluviometrica, espresso in m/h
- $w =$  volume specifico di invaso, espresso in  $\text{m}^3/\text{m}^2$ ;

il valore di  $w$  è calcolato tenendo conto sia dei volumi delle tubazioni tributarie a monte, sia del volume dei piccoli invasi superficiali (grondaie, cunette, caditoie stradali, pozzetti, allacciamenti privati) e del velo d'acqua che scorre sui bacini drenati dalla fognatura, assunto nel caso in esame pari a 60 mc/ha, sia infine del volume proprio invasato dal collettore in esame, determinato per successivi calcoli iterativi.

Al termine del calcolo iterativo, si ottiene il coefficiente udometrico  $u$  che, moltiplicato per la superficie  $S$  del bacino, fornisce la portata massima  $Q_{max}$  in uscita dal bacino.

Adottando le piogge con tempo di ritorno di durata 2, 5 e 10 anni, si sono stabilite le corrispondenti portate defluenti in ciascuna sezione. La stima del bacino di monte e delle superfici sottese è stata prudenzialmente stimata in **1.000 m<sup>2</sup>** anche per tener conto di eventuali future estensioni rete.

Si è ipotizzato il deflusso dell'intera portata critica attraverso la sezione avente **pendenza minima pari al 11,70%**, costituita da tubazione **pvc ø 400 mm SN8**, con sezione libera interna diametro 376 mm e tubazioni **pvc ø 315 mm SN8**, con sezione libera interna diametro 296,60 mm; il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler è stato posto pari a **80**.

Per completezza di trattazione, si riportano di seguito i dati forniti dall'A.R.P.A. attraverso il sito, appositamente dedicato, <http://idro.arpalombardia.it>.



Località: **LUINO Rebisello**  
 Coordinate: .....

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>  
 A1 - Coefficiente pluviometrico orario 31,65  
 N - Coefficiente di scala 0,3757  
 GEV - parametro alpha 0,2792  
 GEV - parametro kappa -0,0152  
 GEV - parametro epsilon 0,8356

*Formulazione analitica*

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

### Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore

Linea segnatrice  
**Tempo di ritorno (anni)**

Evento pluviometrico  
**Durata dell'evento [ore]**   
**Precipitazione cumulata [mm]**

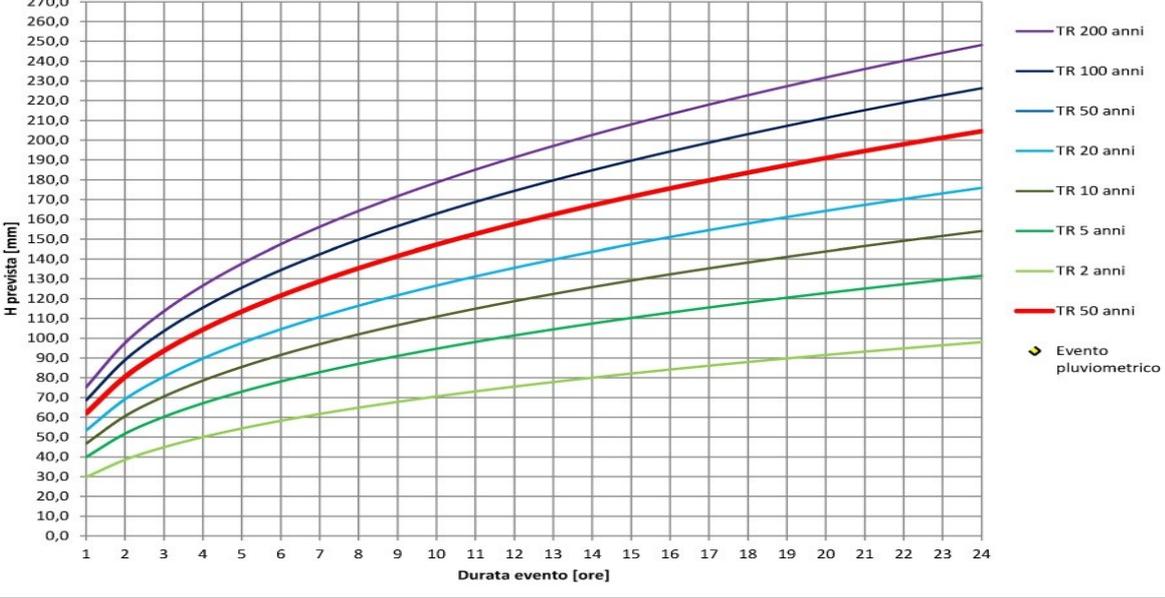
Bibliografia ARPA Lombardia:  
<http://idro.arpalombardia.it/manual/lsp.pdf>  
[http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA\\_report.pdf](http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA_report.pdf)

**Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno**

Tr	2	5	10	20	50	100	200	50
wT	0,93822	1,25919	1,47477	1,68388	1,95798	2,16593	2,37533	<b>1,95797605</b>
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 50 anni
1	29,7	39,9	46,7	53,3	62,0	68,6	75,2	<b>61,9699419</b>
2	38,5	51,7	60,6	69,1	80,4	88,9	97,5	<b>80,4040747</b>
3	44,9	60,2	70,5	80,5	93,6	103,6	113,6	<b>93,6344243</b>
4	50,0	67,1	78,6	89,7	104,3	115,4	126,6	<b>104,321789</b>
5	54,4	73,0	85,4	97,6	113,4	125,5	137,6	<b>113,444676</b>
6	58,2	78,1	91,5	104,5	121,5	134,4	147,4	<b>121,487757</b>
7	61,7	82,8	97,0	110,7	128,7	142,4	156,2	<b>128,731379</b>
8	64,9	87,0	102,0	116,4	135,4	149,7	164,2	<b>135,354281</b>
9	67,8	91,0	106,6	121,7	141,5	156,5	171,6	<b>141,478355</b>
10	70,5	94,7	110,9	126,6	147,2	162,8	178,6	<b>147,190944</b>
11	73,1	98,1	114,9	131,2	152,6	168,8	185,1	<b>152,557064</b>
12	75,5	101,4	118,7	135,6	157,6	174,4	191,2	<b>157,626591</b>
13	77,8	104,5	122,4	139,7	162,4	179,7	197,1	<b>162,438738</b>
14	80,0	107,4	125,8	143,6	167,0	184,8	202,6	<b>167,024966</b>
15	82,1	110,2	129,1	147,4	171,4	189,6	207,9	<b>171,410955</b>
16	84,2	112,9	132,3	151,0	175,6	194,3	213,1	<b>175,617976</b>
17	86,1	115,5	135,3	154,5	179,7	198,7	218,0	<b>179,663869</b>
18	88,0	118,1	138,3	157,9	183,6	203,1	222,7	<b>183,56377</b>
19	89,8	120,5	141,1	161,1	187,3	207,2	227,3	<b>187,33064</b>
20	91,5	122,8	143,8	164,2	191,0	211,3	231,7	<b>190,975677</b>
21	93,2	125,1	146,5	167,3	194,5	215,2	236,0	<b>194,508631</b>
22	94,8	127,3	149,1	170,2	197,9	219,0	240,1	<b>197,938051</b>
23	96,4	129,4	151,6	173,1	201,3	222,6	244,2	<b>201,271479</b>
24	98,0	131,5	154,0	175,9	204,5	226,2	248,1	<b>204,515606</b>



### Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica



C\_E734 - A878F93 - 1 - 2024-05-07 - 0014350

## VERIFICA IDRAULICA DELLE CONDOTTE

Per ciascuna condotta si calcola la portata al massimo riempimento  $Q_r$  ed il rapporto di riempimento  $h/D$  durante il passaggio della portata massima decennale  $Q_{max}$  prevista nella sezione in esame. La portata  $Q_r$  di massimo riempimento del collettore è determinata con la formula di Chèzy-Strickler del moto uniforme:

$$Q_r = A_r k R_r^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

$A_r$  è l'area della sezione liquida al riempimento del collettore;

$k$  è l'indice di scabrezza di Gauckler-Strickler, variabile da 70 (condotti in cls) fino a 90 (condotti in PVC e PE.a.d.);

$R_r$  è il raggio idraulico della sezione al riempimento:  $R_r = D/4$ ;

$i$  è la pendenza di fondo del collettore fognario.

La verifica idraulica si ritiene soddisfatta se la portata al massimo riempimento  $Q_r$  risulta superiore alla portata massima di pioggia  $Q_{max}$  da convogliare nel tratto di fognatura:

$$Q_r > Q_{max}$$

Una seconda verifica si esegue sul grado di riempimento della condotta, utilizzando la formula di Chezy-Strickler per determinare il valore  $h$  del livello d'acqua nella tubazione per il deflusso della portata massima  $Q_{max}$ ; normalmente si ritiene accettabile un riempimento  $h/D$  della tubazione di circa del 90%.

Si è calcolato di riferirsi ad un bacino con una superficie complessiva di **1.000,00 mq.**, in modo tale da prevedere una futura estensione della rete. Pertanto, immaginando un coefficiente di deflusso massimo pari a 0,90, un'intensità di pioggia, molto significativa, di 100 mm/h (ovvero 0,0278 mm/s = 0,0000278 m/s) ed una pendenza media  $i = 0,08$  m/m., si ottiene il seguente risultato:

$$Q_{max} = 1.000,00 \text{ mq.} \times 0,90 \times 0,0000278 \text{ m/s} = 0,02502 \text{ mc/s} = 25,02 \text{ l/s}$$

1 – con: DN = 400 mm diametro tubazione e quindi  $d_i = 376,60$  mm

$$V = K_s R^{2/3} i^{1/2} = 75 \times 0,1122268^{2/3} \times 0,117^{1/2} = 5,97 \text{ m/s} \text{ velocità deflusso}$$

2 – con: DN 315 mm diam. tubazione e  $d_i = 299,60$  mm e pendenza 18%

$$V = K_s R^{2/3} i^{1/2} = 75 \times 0,07954812^{2/3} \times 0,18^{1/2} = 5,89 \text{ m/s} \text{ velocità deflusso}$$

1 - La portata massima  $Q_r$  della tubazione in PVC con Dn = 400 mm, pendenza media  $i = 0,117$  m/m e riempimento di circa il 90% è:

$$Q_r = VA = 5,97 \times 0,1055906184 = 0,630 \text{ mc/s} = 630 \text{ l/s} \text{ circa}$$

con A = area bagnata per un tirante idraulico  $h = 338,94$  mm.

2 - La portata massima  $Q_r$  della tubazione in PVC con Dn = 315 mm, pendenza media  $i = 0,18$  m/m e riempimento di circa il 90% è:

$$Q_r = VA = 5,89 \times 0,0654948264 = 0,3858 \text{ mc/s} = 386 \text{ l/s} \text{ circa}$$

con A = area bagnata per un tirante idraulico  $h = 266,94$  mm.

Nel dimensionamento delle tubazioni si è optato per un evidente sovradimensionamento, al fine di rendere agevoli le operazioni di manutenzione, lavaggio e video ispezione delle stesse.

## DIMENSIONAMENTO POZZO PERDENTE

Il dimensionamento del pozzo perdente viene eseguito confrontando le portate in arrivo valutate nel progetto, con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume immagazzinato nel sistema. La valutazione del volume statico filtrante è stata condotta nell'ipotesi secondo cui i terreni presentano le caratteristiche riportate nella seguente tabella

Strati	Litologia
Livello 1	Terreno humico-vegetale (Thv)
Livello 2	Sabbie limose con abbondanti ghiaie e ciottoli. (Slcm)
Livello 3	Substrato roccioso metamorfico alterato e fratturato. (MP)

La situazione è correlabile alla presenza di depositi costituiti da una alternanza di ghiaie e sabbie in matrice limosa in stato d'addensamento da sciolto a medio. Le ghiaie risultano debolmente alterate. Non si notano nette soluzioni di continuità ma passaggi graduali per aumento o diminuzione di date frazioni granulometriche.

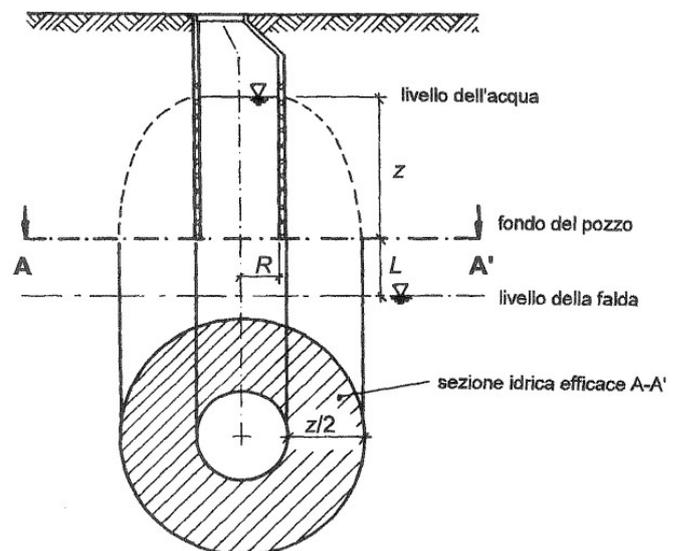
Questo assetto litostratigrafico presenta quindi terreni con coefficiente di permeabilità medio-alto (da  $5 \cdot 10^{-4}$  a  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s). Operando a favore di sicurezza si decide di assumere quale coefficiente di permeabilità K, il peggiore tra i due predetti valori, e pertanto si assumerà :

$$K = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

La portata  $Q_f$  può essere calcolata con la seguente formula, (Sieker, 1984):

$$Q_f = K \left( \frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$

essendo K la sopra calcolata permeabilità, mentre il termine fra parentesi rappresenta la cadente in cui compare l'altezza z dello strato drenante del pozzo, il dislivello L fra il fondo del pozzo ed il sottostante livello di falda. L'effettiva area drenante del pozzo  $A_f$  è assunta come un anello di larghezza  $z/2$  attorno alla base del pozzo.



Non si considera la base drenante del pozzo, per tenere conto della sua possibile occlusione. Si suppone la realizzazione di un pozzo perdente avente le seguenti caratteristiche:

- **Diametro del pozzo = 200 cm**
- **Altezza complessiva del pozzo = 250 cm**
- **Altezza z della porzione drenante = 200 cm**
- **Dreno attorno a pozzo = 75 cm**

A circa 3 metri dal fondo avremo:

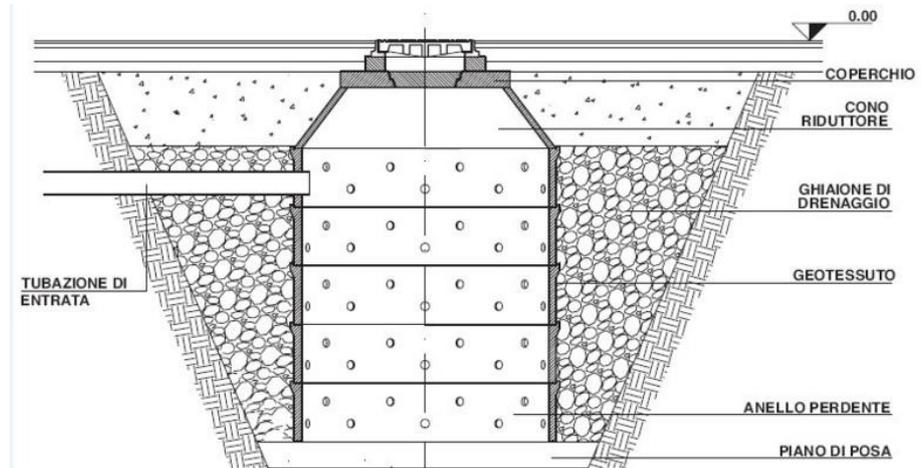
$$J = 1,17 \quad e \quad Af = 9,49 \text{ m}^2$$

Quindi la portata uscente sarà:

$$Q_f = 0,001 \times 9,49 \times 1,17 = 0,0081 \text{ mc/sec} = 8,11 \text{ litri/secondo}$$

L'altezza della porzione drenante sarà pari a 250 cm, mentre il diametro interno del pozzo sarà a 200 cm. Alla base il piano di posa, sarà costituito da calcestruzzo con dosaggio di cemento di 200 Kg a mc.

In tutti i precedenti calcoli non è mai stata calcolata la base del pozzo come disperdente, pertanto si consiglia la costruzione di un basamento in calcestruzzo, per minimizzare i rischi di assestamento dei pozzi perdenti.



## CALCOLO DISOLEATORE

Sulla base dei seguenti dati:

- superficie scolante 600 m<sup>2</sup>
- pavimentazione: asfalto

ed in riferimento ai limiti imposti dalla vigente normativa, il decreto Legislativo n. 152/2006 – Testo Unico Ambientale), ovvero stabilito che un'acqua reflua con un contenuto di oli minerali/idrocarburi non superiori a 5 mg/litro, si dovrà essere installare un Impianto “prima pioggia”, costituito da tre vasche collegate tra di loro.

La quantità totale di “prima pioggia”, e quindi il volume della vasca di raccolta e stoccaggio “prima pioggia” sarà di:

$$mq\ 600 \times 5\ mm = mc\ 3,00$$

La portata di trattamento sarà di:

$$mc\ 3,00: 15\ minuti = 3,33\ litri/secondo$$

Il trasferimento dell'acqua stoccata dovrà avvenire in un tempo di 24 ore, e quindi la portata di pompaggio e rilancio sarà di:

$$mc\ 3,00: 24\ ore = 0,125\ mc/ora = 0,035\ litri/secondo.$$

Viene scelto un pozzetto scolmatore (ripartizione tra acque di prima e di seconda pioggia) a pianta quadrata, avente dimensioni interne cm 100x100x100.

Viene scelta una vasca a pianta circolare, avente dimensioni cm Ø int. 160 e altezza totale cm 150, volume utile mc 3,016. Viene scelta una pompa del tipo Zenit Draga DGE 50/2, da regolare per una portata di 0,15 mc/ora. Occorrerà una vasca Disoleatore in grado di ricevere e trattare 0,15 litri/secondo, a pianta circolare, avente dimensioni cm Ø int. 110 e altezza totale cm 117, volume utile mc 0,75, attrezzata internamente di filtri adsorbioil e filtro a coalescenza.

Viene scelto un pozzetto d'ispezione finale a pianta quadrata, avente dimensioni interne cm 60x60x60.